

# Estudio teórico y experimental de la respuesta a cortante en juntas secas de puentes de dovelas

## *Theoretical and experimental study on the shear behaviour of dry joints segmental bridges*

Gonzalo Ramos



Ángel C. Aparicio



José Turmo\*



Tomás Polo



Joel Piernagorda



Sira Llopart

Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona, UPC

\* ETS de Ingenieros de Caminos de Ciudad Real, UCLM

### RESUMEN

En este artículo se presentan los estudios realizados en el proyecto de investigación PB98-0927 financiado por el Ministerio de Educación y Cultura en el periodo 1999 a 2002. En este proyecto se ha realizado una extensa campaña experimental, así como un profundo estudio teórico, del comportamiento en ELU, frente a sollicitaciones combinadas de cortante y flexión, de juntas secas en puentes construidos mediante dovelas prefabricadas.

### SUMMARY

*This paper presents the research project PB98-0927 supported by the Spanish Ministry of Education and Culture from 1999 to 2002. This project included extensive testing and numerical modelling of the behaviour on combined flexure and shear ultimate limit state of dry joints of segmental concrete bridges.*

Como bien es sabido, estos puentes están constituidos por dovelas prefabricadas que, normalmente, se montan vano a vano sobre una cimbra en celosía, aunque hay diversidad de posibilidades. Siempre van combinados con pretensado exterior, pues la introducción de vainas en forjados y almas exige la presencia de resina epoxy para el sellado de las juntas. En todos los puentes modernos, las juntas presentan llaves de cortante múltiples y conjugadas (figura 1).

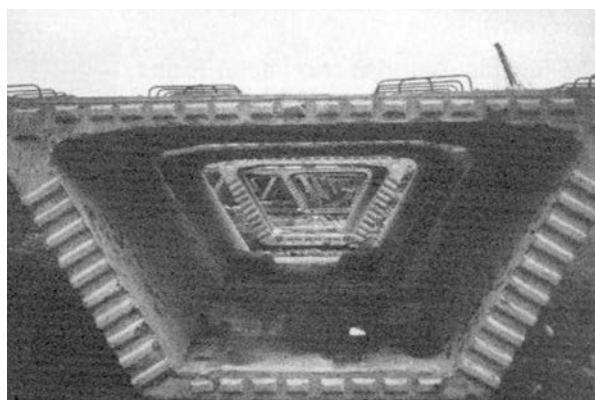


Figura 1. Dovela con llaves de cortante

### 1. INTRODUCCIÓN

El número creciente de puentes construidos en España con dovelas prefabricadas de hormigón ensambladas con pretensado exterior y disponiendo juntas secas llevó a plantear este estudio, encaminado a profundizar en el comportamiento de uno de los puntos singulares de estas estructuras, como son sus juntas secas.

La existencia de puntos de discontinuidad en la estructura, que al fin y al cabo es el efecto de las juntas, introduce múltiples interrogantes en cuanto al comportamiento en servicio y, sobre todo, en estado límite último. Entre estas cuestiones está cómo se transfiere el cortante en una junta que puede estar cerrada o abierta por el efecto de la flexión.

La transferencia de cortante a través de juntas abiertas es un tema complejo. La teoría universalmente aceptada propone que el cortante es transmitido a través de las juntas por forjados y almas mediante dos mecanismos cualitativa y cuantitativamente diferentes. El primero representa la fuerza de rozamiento que surge cuando dos superficies planas y comprimidas intentan deslizar la una contra la otra y que es proporcional a las compresiones actuantes, llamándose este factor de proporcionalidad, coeficiente de rozamiento  $\mu_1$ . El segundo recoge el efecto del apoyo de las llaves conjugadas. Estas llaves permiten la transferencia de cortante cuando están en contacto una con otra, comportándose como unas pequeñas ménsulas de hormigón en masa, ya que su pequeño tamaño impide que estén adecuadamente armadas. La resistencia a cortante de estas llaves por unidad de área es lo que se llama cohesión  $c$ . Si sobre estas llaves están actuando tensiones de compresión  $\sigma_n$ , la ménsula de hormigón en masa será ahora una ménsula pretensada, incrementándose la tensión tangencial última de manera proporcional a la compresión. A este factor de proporcionalidad, siguiendo la terminología de Fouré [FOURE (1993)], se le llamará rozamiento interno  $\mu_2$ .

Así pues, la evaluación de la resistencia a cortante de las juntas abiertas, se puede realizar mediante la ecuación 1

$$V_u = A'_f \cdot \sigma_m \cdot \mu_1 + A_{kc} \cdot (\mu_2 \cdot \sigma_m + c) + A_{kt} \cdot c \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:  $V_u$  es el cortante último respuesta

$A'_f$  es el área de forjado comprimido susceptible de transmitir cortante

$\sigma_m$  es la tensión normal media aplicada en una superficie

$\mu_1$  es el coeficiente de rozamiento entre dos superficies de hormigón

$A_{kc}$  es el área de llaves que están en la zona comprimida de la sección.

$\mu_2$  es el coeficiente de rozamiento interno

$c$  es el término de la cohesión

$A_{kt}$  área de las llaves en la zona de tracción que se encuentran físicamente en contacto

Aunque cualitativamente es un fenómeno bien comprendido, los reducidos ensayos realizados en el mundo [KOSEKI (1983), BUYUKOZTURK (1990), FOURÉ (1993)] han lleva-

do a dar valores distintos de  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  y  $c$ , que conducen a valores del cortante último respuesta que varían en proporción de dos a uno. La tabla 1 muestra los distintos valores de  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  y  $c$  propuestos por distintos investigadores. Además, aunque las distintas propuestas coinciden en desprestigiar la resistencia de las llaves de centrado de los forjados, difieren al evaluar el área del forjado comprimido susceptible de transmitir cortante  $A'_f$ . El cortante se transmite por el forjado comprimido para algunos autores [FOURÉ (1993)] y sólo a través de la parte del forjado comprimido próximo a las almas para otros [VIRLOGEUX (1993)].

El objetivo propuesto al desarrollar esta investigación ha sido determinar cómo evaluar, con una mayor confianza, el comportamiento en estado límite último de las juntas sometidas a un esfuerzo combinado de flexión y cortante. Conocer la resistencia a cortante de este tipo de puentes es importante ya que el hecho de que las vainas se encuentren dispuestas fuera del alma puede permitir el dimensionamiento de éstas estrictamente por cortante. Para ello se han desarrollado tanto ensayos sobre paneles como ensayos sobre vigas y estudios numéricos con elementos finitos. A continuación se hace una relación de todos estos trabajos, destacando únicamente lo esencial de los mismos, dado que el volumen de información que se ha obtenido sobrepasa con mucho la disponibilidad de un artículo. Algunos resultados ya se han presentado en el II Congreso ACHE sobre Puentes y Estructuras de Edificación mientras que otros se presentarán en breve.

## 2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Como primer paso para alcanzar los objetivos globales del proyecto de investigación se diseñó de manera concienzuda una campaña experimental sobre vigas y paneles. Los principales objetivos de esta campaña eran los siguientes:

- Obtención de resultados experimentales para interpretar la diferente y dispar formulación existente en la normativa y la literatura para evaluar la capacidad última de la junta referente a los distintos valores dados a los coeficientes  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  y  $c$  y al ancho eficaz susceptible de transmitir cortante.
- Verificación de la hipótesis de que la resistencia a cortante se alcanza simultáneamente en todas las llaves de manera que la resistencia de la junta es la suma de la resistencia de cada llave.

**Tabla 1. Comparación de las distintas formulaciones y aplicación para un HA35. Unidades en MPa.**

	$\mu_1$	$\mu_2$	$c(\text{MPa})$	$\mu_1$	$\mu_2$	$c(\text{MPa})$
Buyukozturk	*	1,36	$0,647 \cdot \sqrt{f'_c}$	*	1,36	3,82
Breen	0,6	$0,205 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,996 \cdot \sqrt{f'_c}$	0,6	1,21	5,89
Fouré	*	$0,5 \cdot \sqrt{f'_c}^{1/3}$	$0,5 \cdot f_t$	*	1,63	1,60

\* No especificado explícitamente.

- Estudiar el comportamiento de la junta cuando se incluyen fibras en la matriz de hormigón y registrar los beneficios inducidos en resistencia y ductilidad.
- Estudiar el comportamiento de la junta y de las llaves conjugadas en elementos estructurales. Estudiar el comportamiento de las llaves por debajo de la fibra neutra.
- Estudiar la armadura necesaria para resistir el cortante en el seno de la dovela tras la apertura de junta. Determinar si es necesario o no incluir la armadura de suspensión propugnada por algunos autores.
- Verificar si, estructuralmente, es factible la sustitución de toda o parte de la armadura convencional en este tipo de vigas tras la inclusión de fibras en el seno del hormigón.
- Obtención de datos experimentales con los que calibrar el modelo numérico con el fin de validarlo.

## 2.1. Ensayos sobre paneles

Con objeto de cumplir los objetivos previstos, se ensayaron un total de ocho paneles, cuatro de los cuales eran de hormigón convencional [POLO (2001)] y otros cuatro de hormigón con fibras de acero [LLOPART (2001)], que intentaban modelizar el comportamiento de las almas de los puentes de dovelas. Cada uno de ellos estaba formado por tres subpaneles de 10 cm de espesor ensamblados con barras de pretensado no embebidas en la sección de hormigón.

Se estudiaron distintas configuraciones de juntas, tanto lisas, como con llaves múltiples de dimensiones reales. En

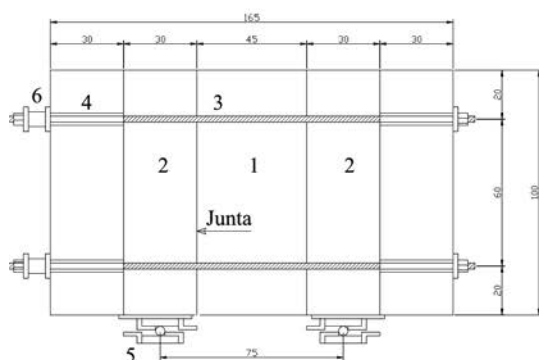
concreto se plantearon cuatro condiciones sobre las juntas de los paneles ensayados:

1. Ensayo de fricción (PC-R y SFRC-R): Las juntas entre subpaneles son lisas, sin llaves, de modo que el único mecanismo que desarrolla resistencia a cortante es la fricción (Figura 2). El objetivo de este ensayo es determinar el coeficiente de fricción en la junta  $\mu_1$  y estudiar la evolución del mismo en función del deterioro de las superficies de contacto. Así el panel de hormigón armado, fue ensayado cuatro veces (PC-R-1, PC-R-2, PC-R-3 y PC-R-4) y el panel de hormigón reforzado con fibras, dos (SFRC-R-1 y SFRC-R-2).

2. Ensayo de cohesión (PC-C y SFRC-C): Las juntas entre subpaneles tienen siete llaves. En las juntas se mantiene una separación (del orden del 10% del vuelo de la llave), de modo que no se permite desarrollar la resistencia a cortante aportada por la fricción en la junta. Entre las juntas de los subpaneles se disponían unos neoprenos-teflon situados en las partes superior e inferior que evitaban que las llaves transmitieran tensiones normales, entrando éstas en contacto sólo cuando comenzaba a actuar la carga. El objetivo de este ensayo es determinar la componente de cohesión  $c$ , ya que las tensiones normales en la zona de llaves son nulas. (Figura 3).

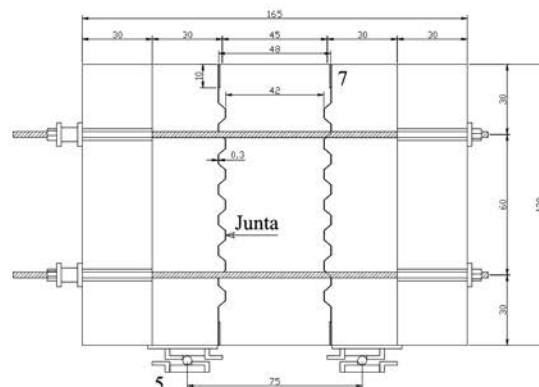
3. Ensayo conjunto con junta cerrada (PC-JC y SFRC-JC). Las juntas entre subpaneles tienen cuatro llaves y sus caras están en contacto. El pretensado de las dovelas hace que la junta se mantenga cerrada al aplicar carga. El objetivo de este ensayo es determinar cuánto resiste la junta antes de superar el estado límite de descompresión. (Figura 4).

4. Ensayo conjunto con junta abierta (PC-JA y SFRC-JA). Las juntas entre subpaneles tienen siete llaves y sus caras están



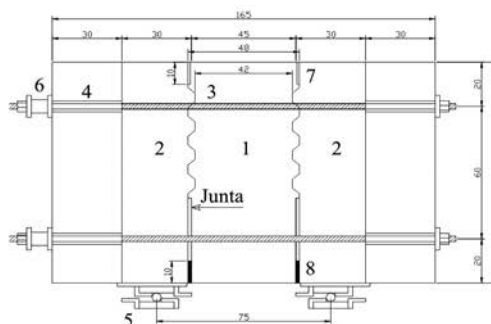
Dimensiones en cm

Figura 2. Ensayos de paneles UPC.



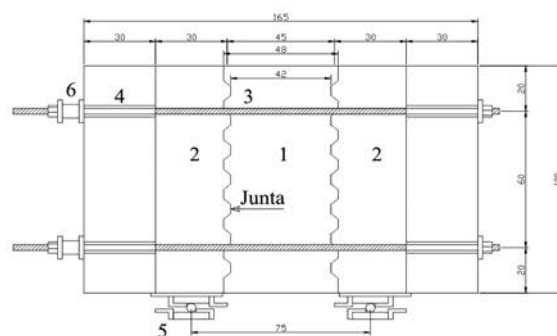
Dimensiones en cm

Figura 3. Ensayos de paneles UPC.



Dimensiones en cm

Figura 4. Ensayos de paneles UPC.



Dimensiones en cm

Figura 5. Ensayos de paneles UPC.

en contacto. En este caso las dovelas se unen con barras pasivas, sin tensión inicial, de modo que al aplicar carga la junta se abre. El objetivo de este ensayo es determinar como afecta la cinemática de la junta al cortante que ésta es capaz de transmitir, verificando hasta que punto ayudan a transmitir cortante las llaves situadas debajo de la fibra neutra. (Figura 5).

El hormigón con el que fueron realizados los paneles tenía una resistencia que variaba entre  $f_{cm}=42,4\text{MPa}$  y  $f_{cm}=30,7\text{MPa}$ . En los hormigones con fibras se introdujo un contenido de 0,75% en volumen ( $60\text{ kg/m}^3$ ) de fibras Dramix 65/40 BN cuyos extremos estaban conformados.

En la figura 6 se presenta la curva carga-flecha obtenida en el ensayo PC-R-2, donde se aprecia como en el panel sobreviene el deslizamiento cuando el cortante de la junta supera la componente del rozamiento. La figura muestra asimismo la disminución de la fuerza de rozamiento que se genera a medida que progresa el deslizamiento entre las superficies. En las figuras 7 se presentan la configuración general adoptada en los ensayos de rozamiento.

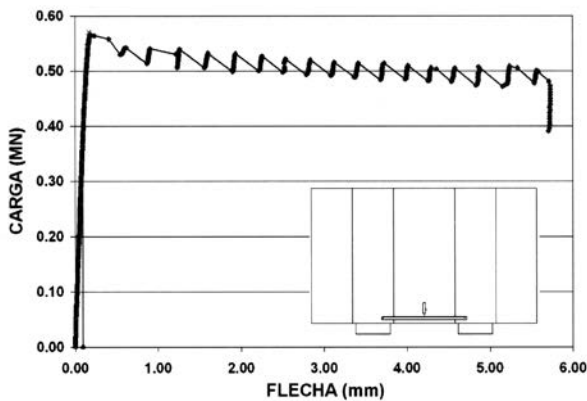


Figura 6. Curva carga-flecha. Ensayo PC-R-2.

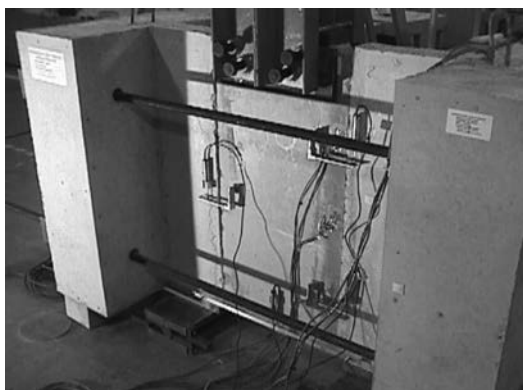


Figura 7. Configuración general del ensayo PC-R.

En la figura 8 se presenta un detalle de las llaves en el ensayo de cohesión. En ella se aprecia la separación entre las llaves. En la figura 9 se muestra el estado en el que quedaban las llaves tras sobrevenir la rotura.

Las figuras 10 y 11 corresponden a los ensayos de junta cerrada, en los que la junta permanecía firmemente comprimida en el momento de la rotura. En la primera de ellas,



Figura 8. PC-C. Detalle de la junta instrumentada donde se aprecia la separación entre las llaves.



Figura 9. Detalle de la rotura de una llave PC-C.

correspondiente a la fase de prerrotura, se aprecia como las llaves, a pesar de estar profusamente fisuradas, son capaces de transmitir carga. En la segunda se muestra el estado en el que quedó la junta tras la rotura.



Figura 10. PC-JC. Estado en el que se encontraban las llaves en la fase de prerrotura.





Figura 11. PC-JC. Estado en el que quedó la junta tras la rotura.

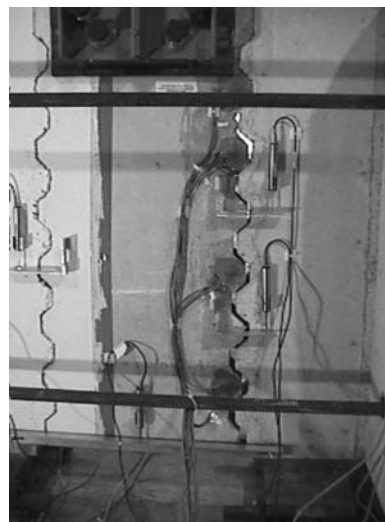


Figura 12. Desarrollo del ensayo PC-JA.

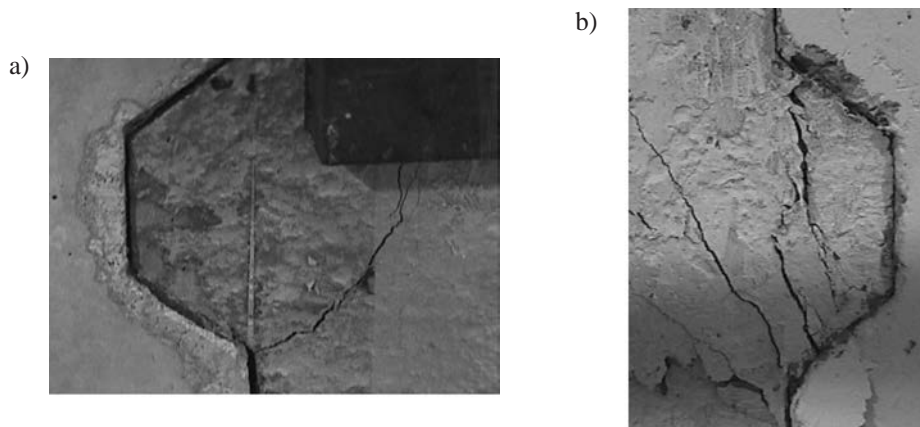


Figura 13. Fisuración en las llaves en los ensayos de junta abierta. a) flexión local b) cortante.

La figura 12 muestra el desarrollo del ensayo de junta abierta, donde se aprecia claramente la apertura de junta. En la figura 13 se reproducen instantáneas de los distintos patrones de fisuración que se desarrollan en las llaves del panel.

Los ensayos efectuados han puesto de manifiesto que la resistencia de las juntas no se incrementa tras la inclusión de fibras en el hormigón, si bien el comportamiento de los paneles efectuados con hormigón reforzado con fibras resulta más tenaz que los realizados con hormigón convencional. Una descripción más amplia de ensayos y resultados se puede encontrar en LLOPART et al. 2002.

## 2.2. Ensayos sobre vigas

Se ensayaron a cortante un total de seis vigas con sección en doble T de 0,60 m de canto y 7,60 m de longitud, tres de ellas de hormigón convencional (PC) y otras tres de hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC). Las vigas estaban provistas de juntas secas conjugadas, con tres llaves de cortante cada una. Estas llaves eran geoméricamente idénticas a las ensayadas en los paneles del apartado anterior.

Estos ensayos pueden dividirse en dos series. La primera constaba de cuatro vigas biapoyadas de 7,20 m de luz, com-

puestas de tres dovelas de longitud variable ensambladas con pretensado exterior, a las que se les aplicaba una carga exterior Q1 llevándolas hasta rotura (figura 14). Los ensayos de los que constaba esta serie se denominaron:

1. V1-PC-35. Ensayo sobre una viga de hormigón de  $f_c=30$  MPa con un axil de pretensado de 0,350 MN.
2. V1-PC-70. Ensayo sobre una viga de hormigón de  $f_c=30$  MPa con un axil de pretensado de 0,700 MN.
3. V1-SFRC-35. Ensayo sobre una viga de hormigón reforzado con fibras de  $f_c=30$  MPa con un axil de pretensado de 0,350 MN.
4. V1-SFRC-70. Ensayo sobre una viga de hormigón reforzado con fibras de  $f_c=30$  MPa con un axil de pretensado de 0,700 MN.

Los ensayos V1-PC tenían como objetivos verificar el comportamiento de la junta abierta ante sollicitaciones de cortante, cuantificar la influencia del axil de pretensado en la resistencia de la junta y de la estructura, y estudiar la eficacia de la armadura de cortante próxima a la junta abierta, para determinar si es necesario incluir la armadura de suspensión propugnada por la ATEP (1996). Con los ensayos V1-SFRC,

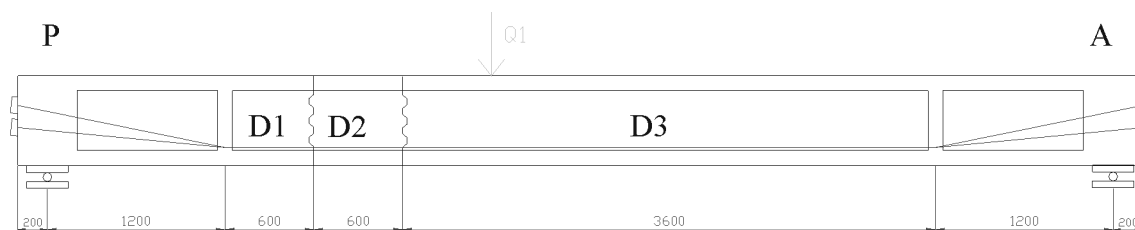


Figura 14. Configuración de la serie de ensayos V1. Dimensiones en mm.

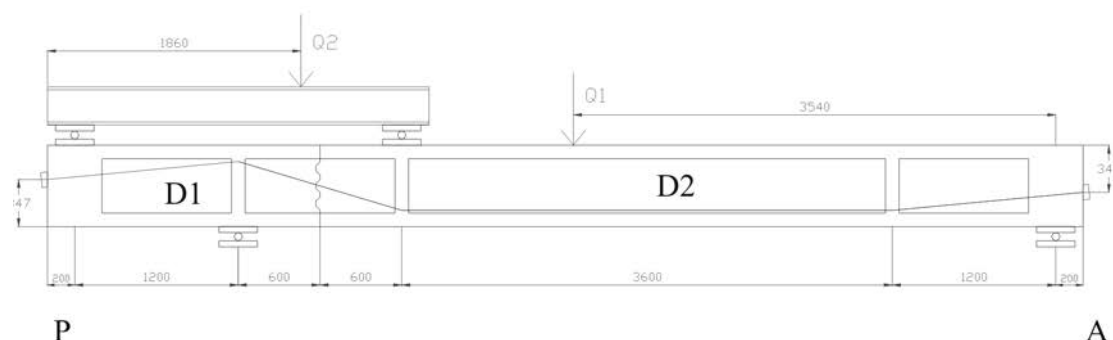


Figura 15. Configuración de la serie de ensayos V3. Dimensiones en mm.

complementarios de los anteriores, se quería además tantear la posibilidad de la sustitución de la armadura convencional de cortante en el caso de utilización de hormigones con fibras. Para ello, la armadura convencional en estas vigas se eliminó por completo (salvo unos refuerzos longitudinales para evitar roturas prematuras por flexión en la dovela más larga y las armaduras presentes en anclajes y desviadores).

La segunda serie intentaba profundizar en el comportamiento de la junta abierta en la transmisión de cortante. En concreto, se pretendía medir la resistencia de la junta y comprobar la colaboración del forjado comprimido a la hora de transmitir cortante en estructuras con relaciones  $a/d$  mayores que las empleadas en los ensayos de Fouré [FOURE (1993)]. Para ello, se ensayaron a rotura dos vigas de 7,60 m. de longitud y 0,60 m. de canto, constituidas de dos dovelas, sometidas a tres puntos de carga (figura 15). En cada estructura, que constaba de una luz principal de 6,00 m. y un voladizo de 1,40 m., se superaba el estado límite de descompresión mediante la actuación de una carga  $Q_1$ . Una vez conseguida la apertura de junta, se aplicaba la carga  $Q_2$  y se llevaba la viga a rotura, manteniendo constante la carga  $Q_1$ . La carga  $Q_2$ , permitía aumentar el cortante actuante en la junta, sin aumentar la ley de momentos flectores.

Los ensayos de los que constaba esta segunda serie se denominaron:

1. V3-PC. Ensayo sobre una viga de hormigón de  $f_c=33$  MPa con un axil de pretensado de 0,250 MN.

2. V3-SFRC. Ensayo sobre una viga de hormigón reforzado con fibras de  $f_c=38$  MPa con un axil de pretensado de 0,250 MN.

El hormigón reforzado con fibras tenía un contenido de 60 kg/m<sup>3</sup> de fibra Dramix RC 65/35 BN.

La figura 16 muestra de manera compacta los diagramas carga-flecha obtenidos en los ensayos V1. Hay que destacar que la carga última de las vigas V1-SFRC es muy similar a la carga última de las vigas V1-PC, a pesar de que las primeras no disponen de armadura de cortante.

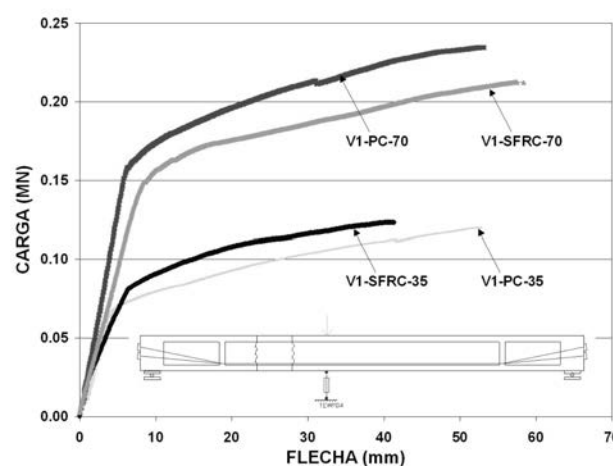


Figura 16. Gráfico carga-flecha bajo carga en ensayos V1.

En las siguientes figuras se puede comparar la diferente fisuración inducida en las vigas provistas de armadura de cortante (figura 17) y en las vigas de hormigón reforzado con fibras, desprovistas de ella (figura 18).

La figura 19 muestra sintéticamente los diagramas carga flecha registrados en los ensayos V3, durante la aplicación de la carga  $Q_1$ , y manteniendo ésta en su valor máximo, durante la aplicación de la carga  $Q_2$ .

La figura 20 muestra la fisuración obtenida en la rotura de la viga V3-PC. Nótese como la fisuración inclinada atraviesa la totalidad del forjado superior.

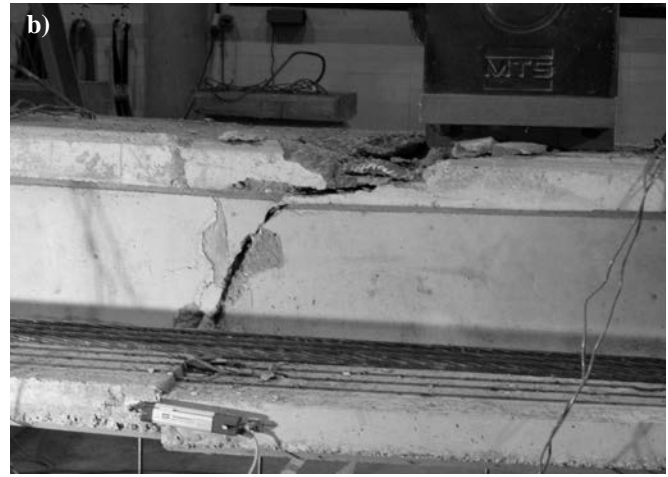


Figura 17. Ensayo V1-PC-70. Fase de prerrotura (a) y rotura (b).

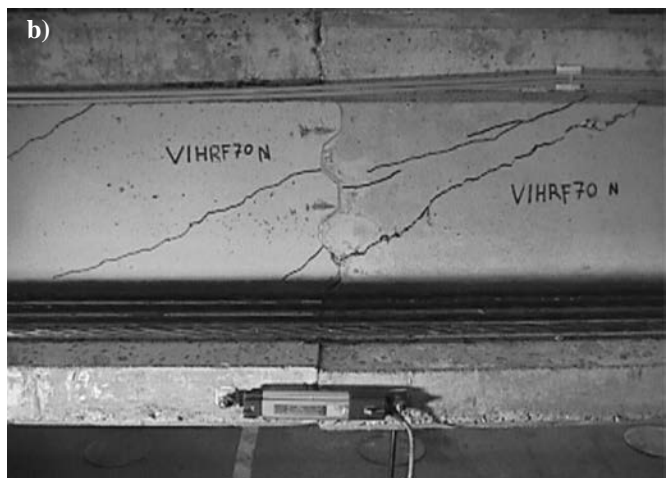


Figura 18. Ensayo V1-SFRC-70. Fase de prerrotura (a) y viga descargada (b).

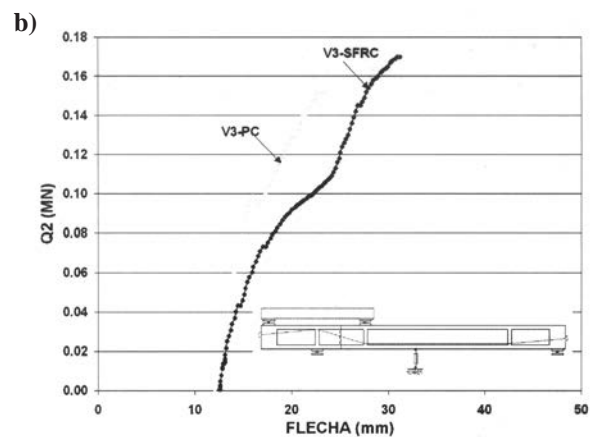
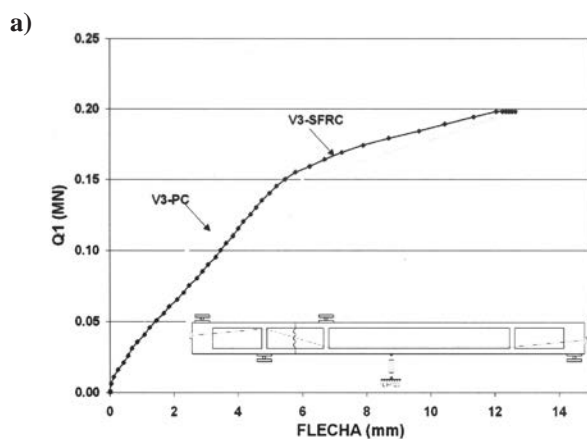


Figura 19.a. Gráfico carga Q1-flecha en ensayos V3.

Figura 19.b. Gráfico carga Q2-flecha en ensayos V3.

Los resultados de estos ensayos y los de los encontrados en la literatura se han usado para evaluar las distintas propuestas realizadas por autores y normativas para determinar la capacidad última de las juntas secas. Estos ensayos, además, han proporcionado información suficiente para cali-

brar los modelos de cálculo empleados en los análisis numéricos.

Una información mucho más extensa puede consultarse en PIERNAGORDA (2002), PIERNAGORDA et al. (2002) y en TURMO (2003).



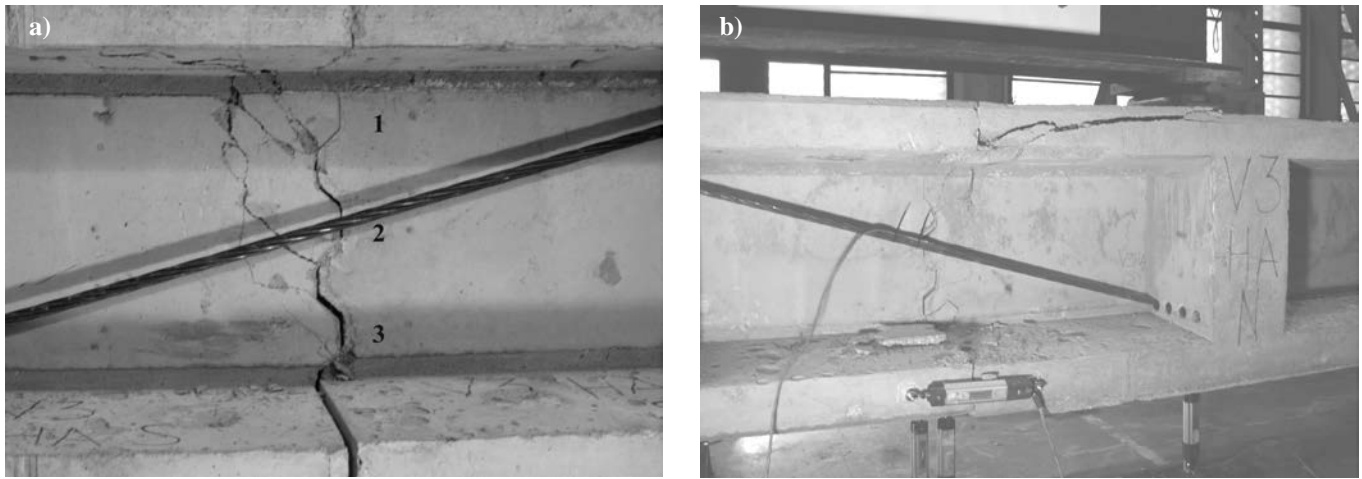


Figura 20. Ensayo V3-HA. Fase de prerrotura (a) y viga descargada (b).

### 3. ANÁLISIS NUMÉRICOS

Tanto los ensayos de los paneles como los ensayos efectuados sobre las vigas fueron reproducidos numéricamente usando un análisis bidimensional. El análisis se realizó con el código de elementos finitos Diana 8.1. En el caso de las vigas, el pequeño ancho de los forjados y las medidas efectuadas con las galgas embebidas en el forjado superior en el ensayo V1-PC permitía asegurar un comportamiento uniforme en anchura del forjado.

Fueron numerosos los estudios numéricos realizados con el fin de interpretar y comprender los resultados obtenidos en el laboratorio. De entre todos ellos, se destacarán unos ensayos numéricos que se pueden agrupar en tres series. La primera de ellas intenta reproducir el comportamiento de los ensayos en los que la junta ha sido modelizada con su geometría. La segunda serie intenta refinar el modelo introduciendo la fisuración observada en los ensayos en forma de fisura discreta. La tercera serie intenta evaluar la posibilidad de reproducir los resultados de los ensayos utilizando un modelo de junta plana que no reproduzca la geometría del dentado de las llaves, simplificando así la modelización.

En las dos primeras series, el modelo de junta empleado está elaborado con elementos tipo junta a los que se les confiere un comportamiento de rozamiento coulombiano y que modeliza la junta (y sus llaves conjugadas) con su geometría. En el caso de la última serie, se emplea otro modelo de junta, un modelo de junta plana que modeliza el comportamiento medio de la junta en la zona de llaves con elementos tipo junta dotados de un modelo de comportamiento de rozamiento cohesivo. Tanto los efectos de segundo orden como el comportamiento no lineal en compresión del hormigón han sido considerados en los análisis.

A modo de ejemplo, en la figura 21 se presentan algunos resultados obtenidos en la simulación de los ensayos V1, cuando se modelizaba la junta con su geometría. La figura reproduce los diagramas carga - apertura de junta obtenidos en la simulación (V1-35-FEM-B y V1-35-FEM-A) y los compara con los medidos en los ensayos (V1-PC-35 y V1-SFRC-35). En la figura 22 se comparan los resultados obtenidos al simular el comportamiento de la viga V1-PC-70 modelizando

la junta con su geometría (V1-70-FEM) y los obtenidos utilizando el modelo de junta plana (V1-70-FEM-P).

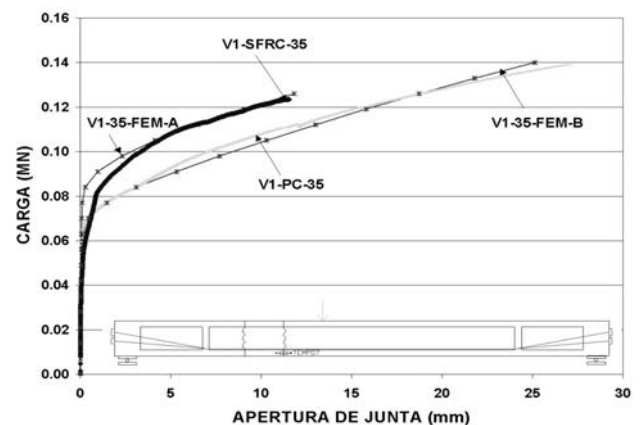


Figura 21. Curvas carga-apertura de junta en V1-35. Ensayos (V1-PC-35 y V1-SFRC-35) y análisis numérico (V1-35-FEM-B y V1-35-FEM-A).

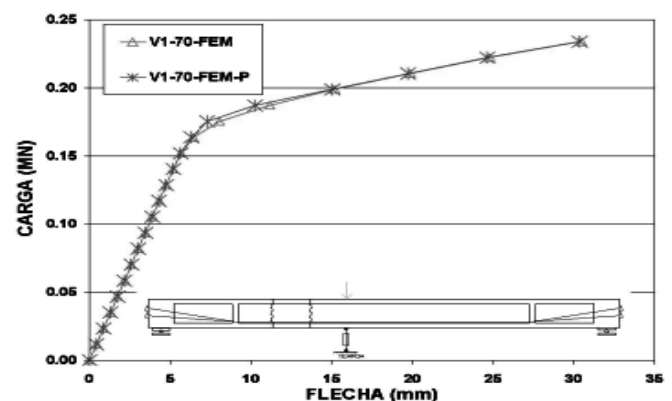


Figura 22. Curvas carga-flecha V1-70. Comparación de los resultados obtenidos con distintos modelos.

El modelo de junta plana, que había sido calibrado satisfactoriamente, se aplicó a la modelización de las juntas secas conjugadas de dos puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior. Los dos ejemplos analizados, un puente isostático y otro hiperestático, fueron adaptados de los ejemplos



estudiados en la publicación “Pretensado exterior en puentes de carretera. Recomendaciones para la verificación de la seguridad frente a rotura por flexión” [APARICIO, RAMOS (1996)]. Los dos modelos bidimensionales se prepararon con elementos rectangulares de cuatro nodos con ocho grados de libertad. Los elementos interface que modelizaban las juntas eran elementos lineales de 2+2 nodos. El análisis, que planteaba el equilibrio en posición deformada, fue realizado con el código de elementos finitos Diana 8.1.

La aplicación del modelo de junta plana al estudio de puentes, comporta claras ventajas con respecto a la modelización de la junta con su geometría. En primer lugar, la geometría de las dovelas puede ser reproducida por una malla compuesta por un menor número de elementos, lo que implica una drástica reducción del número de grados de libertad, reduciendo en un ahorro importante del tiempo de computación. Además, la regularidad de la malla, formada por elementos rectangulares, favorece la convergencia numérica. El empleo del modelo de junta plana se plantea como especialmente atractivo para simular juntas de puentes de cantos de dos o tres metros, en el que el comportamiento deformacional estará dominado más por la apertura de juntas que por el sistema de contactos entre unas llaves conjugadas de diez centímetros de altura.

El empleo de un modelo de dos dimensiones para el estudio de un puente con sección cajón implica despreciar los efectos del arrastre por cortante (shear lag) y considerar eficaz todo el ancho del forjado superior e inferior, lo que resulta una hipótesis razonable en este tipo de puentes. De hecho, la aplicación de la formulación prevista para el cálculo del ancho eficaz en el Eurocódigo 2 (EC2-2) a un puente de estas dimensiones permite considerar todo el ancho del forjado como colaborante.

El puente isostático estudiado, cuyas dimensiones pueden considerarse estándar dentro de su categoría, era una estructura isostática de 50,00 metros de luz y canto constante de 2,70 (relación de esbeltez 1/18) formada por 17 dovelas de 3,00 m de longitud. La sección transversal es un cajón con un forjado superior de espesor variable y de 12,70 m de anchura y un forjado inferior de espesor constante con cartelas y de 5,70 m de anchura. Las almas son verticales. El puente hiperestático escogido como ejemplo era una estructura de cinco vanos, de 48,00 m de luz por vano y canto constante de 2,70 m (relación de esbeltez 1/18).

Los modelos fueron cargados hasta obtener la rotura por solicitaciones normales. A modo de ejemplo, en la figura 23 se muestran los campos de tensiones principales obtenidos en el análisis del puente isostático en el momento de alcanzar el ELU según los criterios propugnados por el Eurocódigo 2 para estructuras con pretensado exterior[EC-2], que limita la altura de la sección susceptible de estar descomprimida a un tercio del canto total. La figura 24 muestra los campos de tensiones principales en el estado previo de rotura por solicitaciones normales. Obsérvese la radical diferencia entre la distribución y magnitud de las tensiones principales. Una información mucho más extensa se puede consultar en TURMO (2003).

#### 4. CONCLUSIONES

Este artículo tiene por objetivo mostrar el conjunto de la investigación desarrollada, sin entrar en detalles en todos los aspectos pues sobrepasaría, de largo, la extensión de un artículo normal. Por tanto, para las personas interesadas en pro-

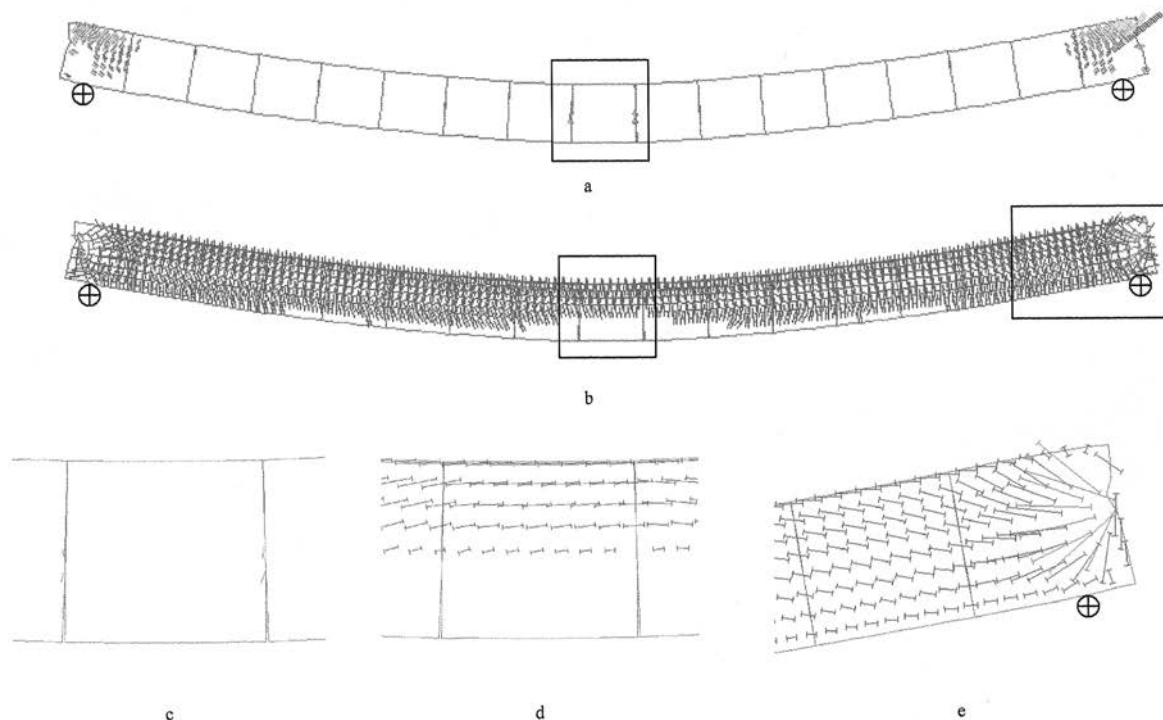


Figura 23. Campo de tensiones bajo carga última (criterio EC-2) obtenido en el ensayo numérico del puente isostático. ( $\gamma_q=1,50$ ).

a) Tensiones principales de tracción ( $|\sigma_t| > 2,0\text{MPa}$ ); b) Tensiones principales de compresión ( $|\sigma_c| > 2,5\text{MPa}$ );

c)Detalle dovela central. Tensiones principales de tracción ( $|\sigma_t| > 2,0\text{MPa}$ ); d) Detalle dovela central.

Tensiones principales de compresión. ( $|\sigma_c| > 2,5\text{MPa}$ ); e) Detalle dovela de apoyo. Tensiones principales de compresión. ( $|\sigma_c| > 2,5\text{MPa}$ ).

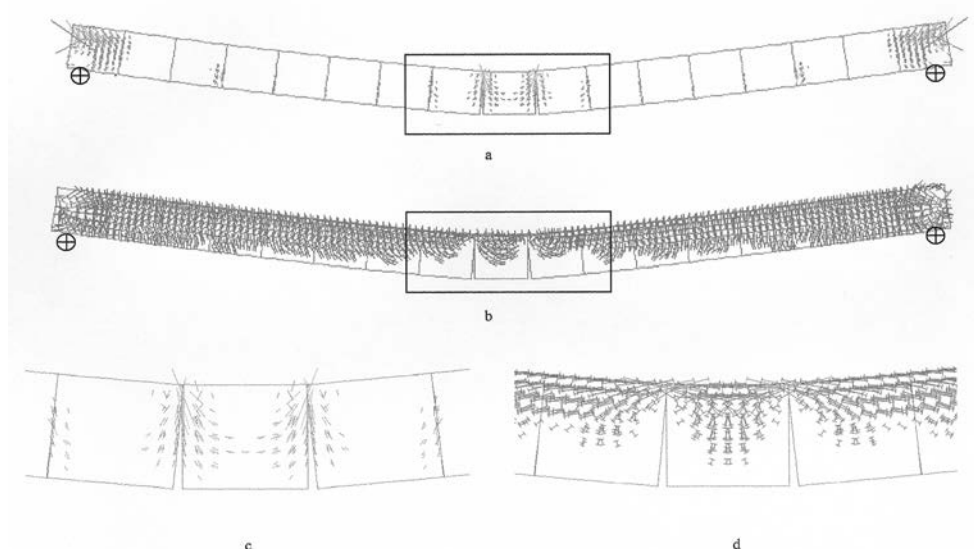


Figura 24. Campo de tensiones previo a la rotura por flexión obtenido en el ensayo numérico del puente isostático. ( $\gamma_q=1,90$ ).

a) Tensiones principales de tracción ( $|\sigma_I| > 2,0 \text{ MPa}$ ); b) Tensiones principales de compresión ( $|\sigma_{II}| > 2,5 \text{ MPa}$ );

c) Detalle dovela central. Tensiones principales de tracción ( $|\sigma_I| > 2,0 \text{ MPa}$ ); d) Detalle dovela central.

Tensiones principales de compresión. ( $|\sigma_{II}| > 2,5 \text{ MPa}$ ).

fundizar en el tema, nos remitimos a las tres tesinas de especialidad desarrolladas (LLOPART, 2001; POLO, 2001; PIER-NAGORDA, 2002) y a la Tesis Doctoral (TURMO, 2003), así como a los artículos en revistas y comunicaciones a Congresos citados en las referencias.

No obstante lo anterior, queremos aquí indicar algunas de las conclusiones obtenidas con carácter general que enmarcan los resultados del estudio.

Así, cabe indicar que el dimensionamiento de puentes de dovelas frente al estado límite de rotura por flexión siguiendo el criterio del EC-2, que limita la profundidad de la fibra neutra a como mínimo dos tercios del canto total para los esfuerzos de diseño en cualquier sección, es claramente conservador. La rotura real, por flexión, cortante o combinación de ambos, está alejada de dicho estado, en especial en puentes continuos.

La adición de fibras al hormigón no influye en la carga de rotura de las llaves de cortante, aunque sí introduce tenacidad en su comportamiento. Por otro lado, las vigas ensayadas con almas únicamente reforzadas con fibras de acero tienen cargas de rotura iguales, a efectos prácticos, a las que presentaban un refuerzo a cortante convencional mediante cercos. Este aspecto abre todo un campo de investigación, no pudiéndose concluir, sólo con los ensayos realizados, que se pueda sustituir automáticamente los cercos por fibras en puentes de dovelas, pues debe seguir investigándose si, sistemáticamente, no se produce fisuración oblicua sino sólo el mecanismo arco.

La aplicación de la técnica de elementos de contacto, que en principio parecía prometedora para la simulación de las llaves, no ha dado resultados positivos. Sin embargo, sí se han desarrollado varios modelos numéricos calibrados con los resultados experimentales (TURMO 2003) que permiten modelar la respuesta de los puentes de dovelas con suficiente precisión bajo determinadas hipótesis.

El gran problema pendiente reside en la determinación del ancho eficaz del forjado que es capaz de transmitir cortante funcionando como cabeza de compresión de los arcos que interiormente se forman. En las vigas ensayadas, con alas sólo de 60 cm, todo el forjado ha sido eficaz. En un puente de dovelas real, pensamos que el efecto escala puede ser significativo, por lo que sólo ensayos a escala uno a uno pueden validar las hipótesis que se realicen en los modelos numéricos.

## 5. AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la financiación recibida por parte del Ministerio de Educación y Cultura a través del proyecto de investigación PB98-0927, así como la ejecución de las vigas por parte de la empresa FCC. Además de la parte financiera todo proyecto necesita, de forma imprescindible, de una parte humana que no hay que olvidar. Agradecemos la dedicación del Director del Laboratorio de Tecnología de Estructuras Ravindra Gettu, así como de sus técnicos Miguel Ángel Martín, Carlos Hurtado, Ernesto Díaz y Camilo Bernad.

## 6. REFERENCIAS

APARICIO, A. C. y RAMOS, G. (1996). Pretensado exterior en puentes de carretera. Recomendaciones para la verificación de la seguridad frente a rotura por flexión. MOPTMA, Madrid 1996.

ATEP (1996). Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior. Madrid. Septiembre 1996.

BUYUKOZTURK, O. et al. (1990). Shear Behavior of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges. ASCE Journal of Structural Engineering. Dec. 1990. pp. 3380-3401.

EC 2 1-5 (1996). UNE-ENV 1992-1-5 Reglas generales estructuras con tendones de pretensado exteriores o no adherentes. AENOR, Abril 1996.

EC 2-2. UNE-ENV 1992-2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2. Puentes de hormigón. Madrid, AENOR, 1997.

FOURE, B. et al. (1993). Shear Test on Keyed Joints between Precast Segments. Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp 297-319.

KOSEKI, K., BREEN, J.(1983). Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges. Texas State Department of Highways and Public Transportation. September 1983.

LLOPART, S. (2001). Estudio experimental de la respuesta a cortante de juntas secas de puentes de dovelas contruidos con hormigón con fibras. Tesina de Especialidad. ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Septiembre 2001.

LLOPART, S., POLO, T. et al (2002). Ensayos sobre paneles de juntas de dovelas a cortante. Hormigón convencional frente

a hormigón con fibras de acero. II Congreso ACHE de puentes y estructuras de edificación. Madrid, noviembre 2002.

PIERNAGORDA, J. (2002). Ensayo hasta rotura por cortante de vigas de dovelas. Tesina de especialidad. ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Junio 2002.

PIERNAGORDA, J., TURMO, J. et al (2002). Ensayos a rotura por cortante de vigas de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca. II Congreso ACHE de puentes y estructuras de edificación. Madrid, noviembre 2002.

POLO, T. (2001). Estudio experimental de la respuesta a cortante de puentes de dovelas contruidos con hormigón convencional. Tesina de Especialidad. ETS de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Septiembre 2001.

TURMO J. (2003). Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y juntas secas. Tesis Doctoral. ETSICCP de Barcelona. Dept. de Ingeniería de la Construcción. Julio 2003.

VIRLOGEUX, M. et al. (1993). Some Elements for a Codification of External Prestressing and of Precast Segments. Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures. Saint-Rémy-lès-Chevreuse. June, 1993, pp 449-466.